

# Zur Berechnung und Konstruktion von Türmen und Schornsteinen in Stahlbetonbauweise

Rothert, Heinrich

Veröffentlicht in:  
Jahrbuch 1991 der Braunschweigischen  
Wissenschaftlichen Gesellschaft, S.137-166



Verlag Erich Goltze KG, Göttingen

## Zur Berechnung und Konstruktion von Türmen und Schornsteinen in Stahlbetonbauweise\*

Von **Heinrich Rothert**, Universität Hannover

Herr Präsident!

Meine sehr verehrten Damen und Herren!

Liebe Kollegen!

Es sind ziemlich genau 25 Jahre vergangen, seit mich der hier zu Ehrende in die Kunst der Analyse turmartiger Bauwerke einführte. Was lag somit näher, als die heutige Gelegenheit zu nutzen, um mit meinem Vortrag über Türme einerseits die außerordentlichen Verdienste von Herrn Krätzig auf diesem Gebiet des Bauingenieurwesens zu würdigen und andererseits über diesbezügliche eigene Aktivitäten zu berichten. Haben Sie herzlichen Dank, Herr Duddeck, daß Sie mir die Ehre zuteil werden ließen, an dieser Stelle vorzutragen.

Wer an der Gestaltung turmartiger Bauwerke verantwortlich mitwirkt, kann sich einer gewissen Faszination des „Höhentriebs“, wie Fritz Leonhardt einen Philosophen zitiert ([6]), nicht entziehen. Einer der ersten dokumentierten Turmbauten ist der von

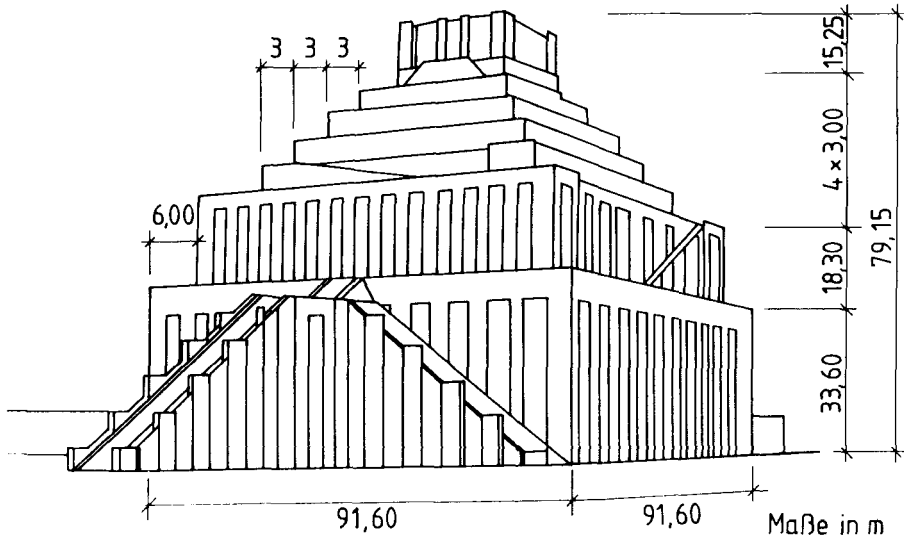


Bild 1:

*Turm zu Babel, Rekonstruktion nach Thomas A. Busink (1938), Abmessungen.*

\* Gekürzte Fassung (vor allem um Farbdias) eines Vortrags, der im Rahmen der die feierliche Jahresversammlung begleitenden öffentlichen wissenschaftlichen Vortragsveranstaltung am 14.6.1991 gehalten wurde.

Babylon. Dieses wahrscheinlich siebenstufige Bauwerk wurde etwa 562 v.Chr. fertiggestellt. Nach heutiger Kenntnis hatte der Turm, zurückgerechnet von der Größe der Ruine, eine quadratische Grundfläche von 91,60 m und eine Höhe von fast 80 m (Bild 1). Ebenso wie dieser Tempel Marduks gehörte auch der Leuchtturm von Alexandria, der zwischen 305 und 280 v.Chr. erbaut wurde, zu den Sieben Weltwundern (Bild 2). Er war mit ca. 140 m Höhe der erste richtige Turm und hatte im unteren Bereich einen quadratischen, im oberen einen achteckigen Schaft. Er stürzte erst nach etwa 1600 Jahren nicht aus Altersschwäche, sondern bei einem Erdbeben ein.

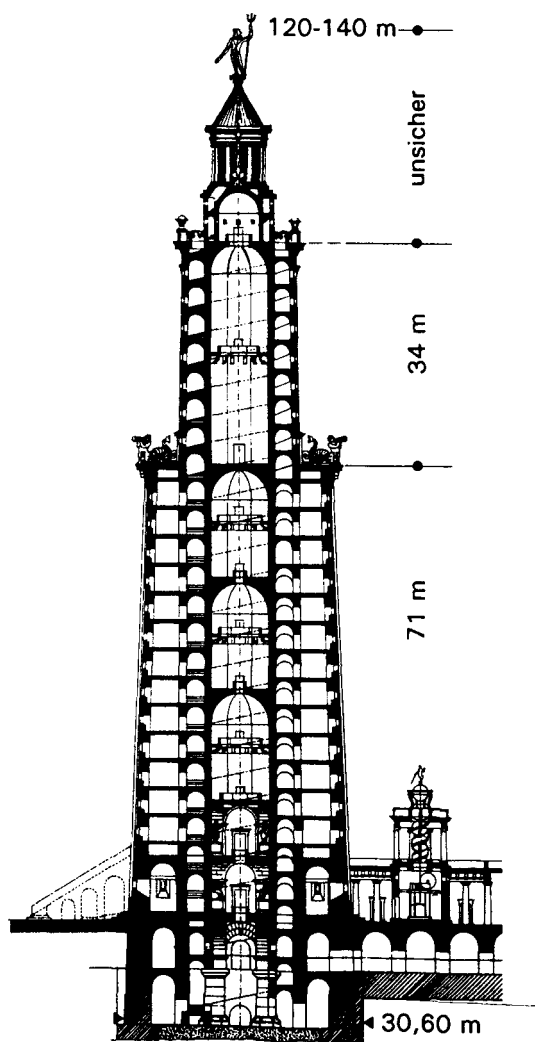


Bild 2:  
Leuchtturm von Alexandria, Rekonstruktion nach H. Thiersch (1909), Schnitt.

Überwogen in fast allen bekannten Kulturkreisen die Turmbauten mit quadratischem Grundriß, so wurden in diesem Jahrhundert vor allem solche mit **Kreisringquerschnitt** erstellt, sieht man einmal von den Wolkenkratzern ab. In Deutschland sehr verbreitet sind die landschaftsprägenden **Fernmeldetürme**, von denen ich hier nur acht zeigen möchte (Bild 3). Mit dem ganz rechts abgebildeten Neubau eines zweiten Fernmeldeturms in Hannover bin ich bei den von meinen Mitarbeitern und mir bearbeiteten Turmbauwerken.

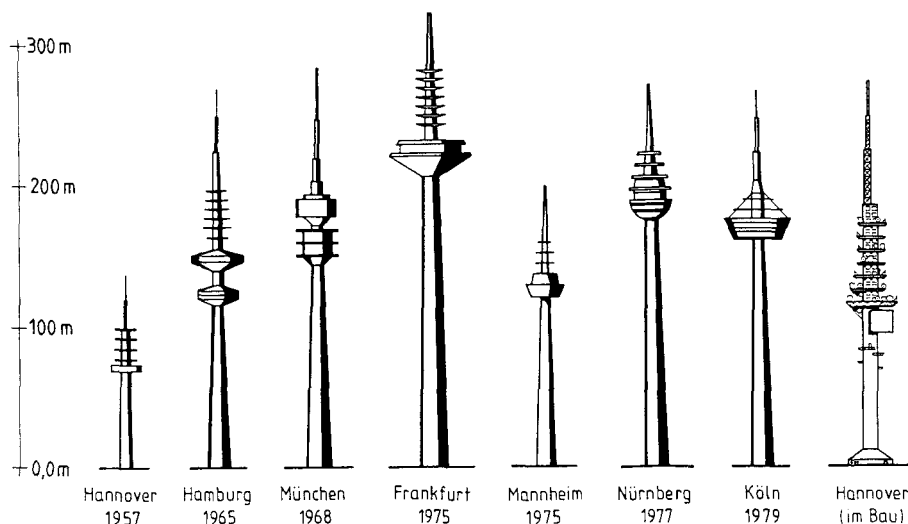


Bild 3:  
*Sondertürme der Deutschen Bundespost – eine Auswahl.*

Bevor ich auf dieses in vielerlei Hinsicht ungewöhnliche Bauwerk näher eingehe, will ich kurz etwas zur jüngsten Entwicklung von standardisierten Fernmeldetürmen bei der Deutschen Bundespost/Telekom sagen. Wegen des rasant zunehmenden Kommunikationsbedürfnisses reichen die **Typentürme** der 70er Jahre in vielerlei Hinsicht nicht mehr aus. Mindestens von gleicher Bedeutung ist die schwindende Akzeptanz dieser das Landschafts- und Stadtbild prägenden Bauwerke bei der Bevölkerung. Beide Gründe veranlaßten die Deutsche Bundespost, je einen Professor der Architektur und des Konstruktiven Ingenieurbaus an neun Technischen Universitäten zu einem Ideenwettbewerb aufzufordern. Zwei dieser neuen Typentürme von meinem Architektenkollegen Schweger und mir sind in Bild 4 zusammen mit den von der Telekom überhaupt für die weitere Entwicklung vorgesehenen dargestellt (vgl. [3]).

Vor nunmehr 25 Jahren erhielt ich vom heutigen Preisträger, meinem verehrten Lehrer und Kollegen Krätzig, die Aufgabe, über die zukünftige Entwicklung beim Bau von **Naturzugkühltürmen** nachzudenken. Zu dieser Zeit erstellte man solche Bauwerke bis zu einer Höhe von 120 m. Es lag auf der Hand, daß von der Energiewirtschaft in absehbarer Zeit 150 bis 200 m hohe Kühltürme gefordert werden würden. Herr Krätzig

## Heinrich Rothert

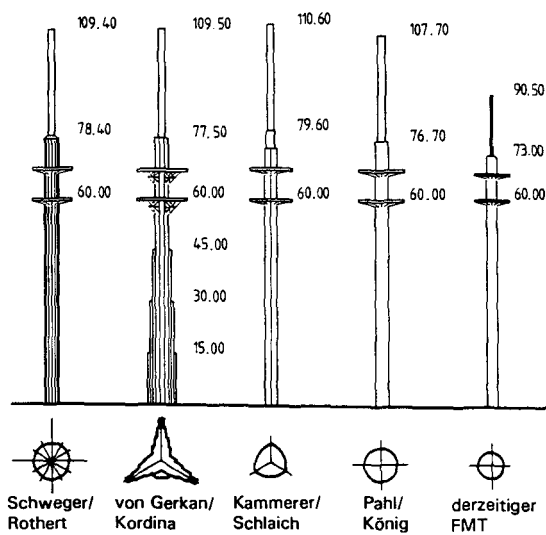


Bild 4a:  
Fernmeldetürme der Baureihe 2000, FMT 210.

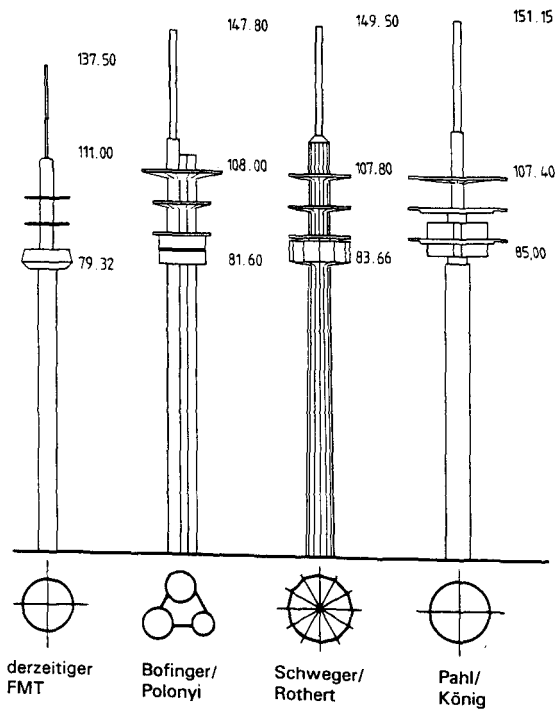


Bild 4b:  
Fernmeldetürme der Baureihe 2000, FMT 216.

war zu dieser Zeit in Deutschland auf theoretisch-numerischem Gebiet am weitesten, was die Tragwerksplanung dieser Großtürme anging. Bereits die ersten eigenen Untersuchungen zeigten, daß bei zunehmender Bauwerkshöhe die Bedeutung von Spannungsnachweisen gegenüber der Untersuchung von Instabilitätsproblemen aller Art in den Hintergrund tritt. Unter den im einzelnen von Herrn Krätzig und mir untersuchten Varianten (vgl. [11]) erwies sich die in Bild 5a dargestellte Bauweise für einen 160 m hohen Naturzugkühlturm als besonders günstig. Sie zeichnet sich dadurch aus, daß die geforderte Mindestwandstärke von 14 cm über größere Höhen eingehalten werden kann, wenn man mehrere Versteifungsringe nach dem Faßreifenprinzip anordnet. Die doppelschalige Version (Bild 5b) erwies sich als interessant, aber leider als sehr lohnintensiv.

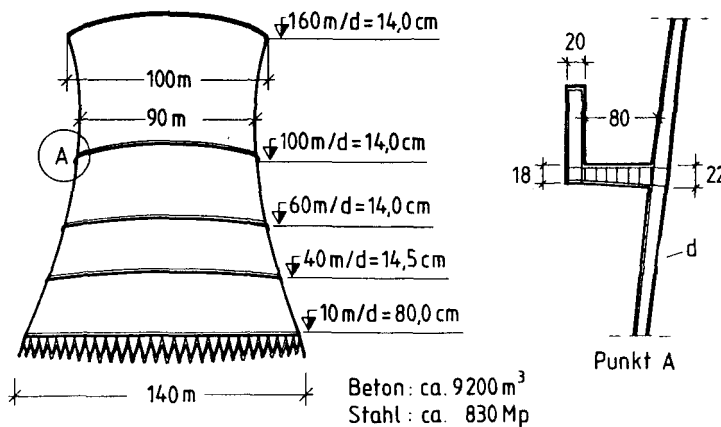


Bild 5a:  
Entwurfsmodelle für Naturzugkühltürme, Typ „Faßreifen“.

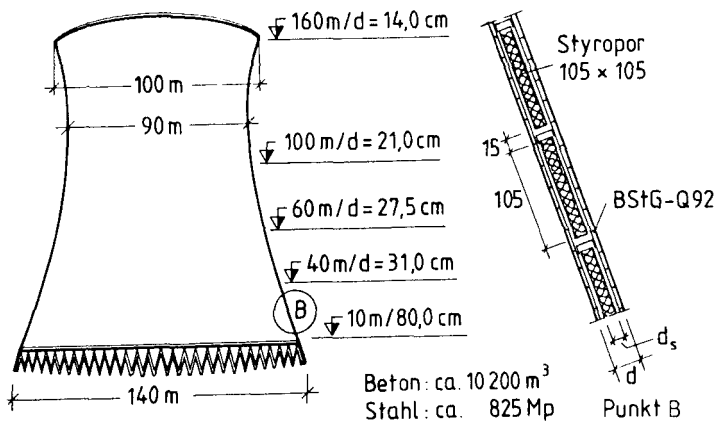


Bild 5b:  
Entwurfsmodelle für Naturzugkühltürme, Typ „zweischalig“.

Obwohl man heute die Abgase von Kraftwerken ebenfalls durch Naturzugkühltürme in die Atmosphäre entläßt, werden weiterhin hohe **Schornsteine** ausgeführt. An der Berechnung des 300 m hohen Kamins des Kraftwerks Buschhaus bei Helmstedt (Bild 6a) hat mein ehemaliger Mitarbeiter Dr. V. Gensichen mitgewirkt. Im Rahmen von umfangreichen Wirtschaftlichkeitsuntersuchungen ergab sich z.B. für Kote + 25 m die günstigste rechnerische Lösung für das maximal mögliche Verhältnis von Radius zur Wandstärke und die Mindestbewehrung in vertikaler Richtung (Bild 6b). Die Resultierende aus Biegemoment und Normalkraft liegt dabei noch fast im Kern. Die zulässigen Stahlspannungen werden bei weitem nicht ausgenutzt, die Wandstärken sind erheblich größer als die Mindestwandstärke von 20 cm. In [12] wird gezeigt, daß bei kleinen Radien und sehr großen Wandstärken der sonst zum Minimum gehörende Bewehrungsprozentsatz geringfügig ansteigt. Auf die große Anzahl nicht ganz so hoher Kamine, die im Anschluß mit Hilfe des eigens für Schornsteine in Stahlbeton- und Mauerwerksbauweise entwickelten interaktiven Programmsystems KAMIN [16] bearbeitet worden sind, möchte ich aus Zeitgründen nicht weiter eingehen. Einzige Ausnahme ist der gerade fertiggestellte Kamin für ein Kraftwerk in Hamburg, den ich wegen seiner Besonderheit am Ende meines Vortrags kurz ansprechen werde.

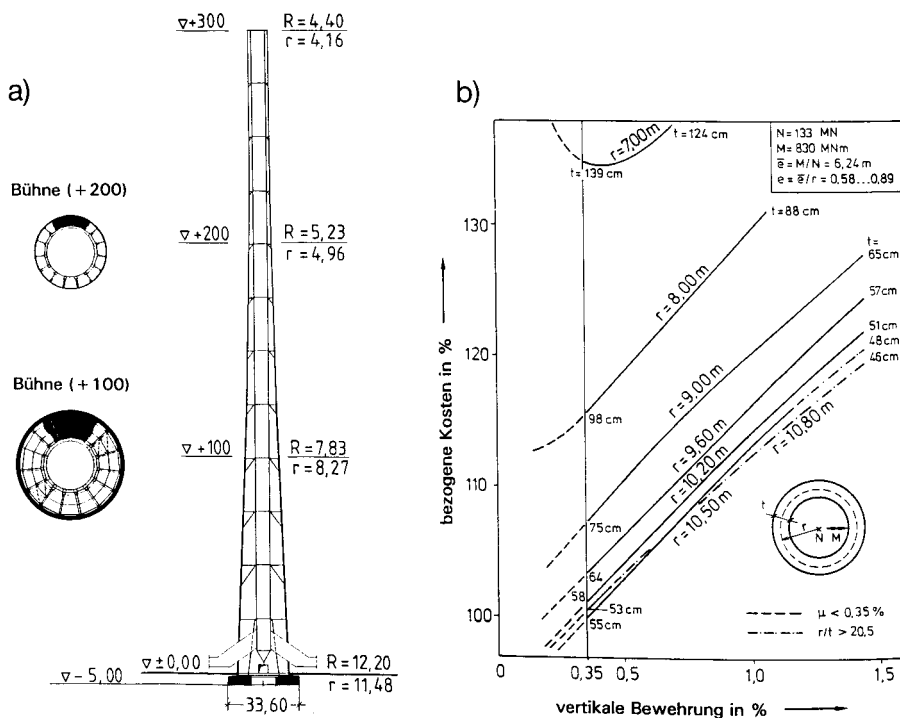


Bild 6:

Schornstein des Kraftwerks Buschhaus; a) Vertikalschnitt, b) Kostenrechnung in Abhängigkeit von den Querschnittsabmessungen und dem Grad der vertikalen Bewehrung.

Aus dem Bereich des Wasserbaus möchte ich zwei interessante Beispiele turmartiger Bauwerke erwähnen. In Bild 7 ist der Entwurf einer von drei **Radarstationen** für die Elbe dargestellt, die derzeit ihrer Vollendung entgegengehen. Das Besondere an dieser etwa 100 m hohen Konstruktion besteht darin, daß die Betriebsbereitschaft der am obersten Stahlrohr angeordneten Antennen auch bei orkanartigen Stürmen gewährleistet sein muß. Neigungen von kleiner als  $0,5^\circ$  gegenüber der Ausgangsebene sind bei dieser extremen Windeinwirkung für die Antennenplattformen einzuhalten. Das zweite Erwähnenswerte ist die Tatsache, daß, angefangen bei einem mit Beton gefüllten Stahlrohr als Fundamenteinspannung, ein Stahlbetonring aufgesetzt ist, an den sich dann durch Spannglieder zusammengedrückte Betonfertigteile anschließen, die ihrerseits in einen zweiten Spannbetonmast übergehen, der wiederum in einem Stahlrohr endet. Auf die Software-Entwicklung, die sowohl die exakte Berechnung eines beliebigen Hohlquerschnitts als auch die Aneinanderreihung verschiedenster Materialien bei der Anwendung von Theorien höherer Ordnung ermöglicht, wird im weiteren noch genauer eingegangen werden.

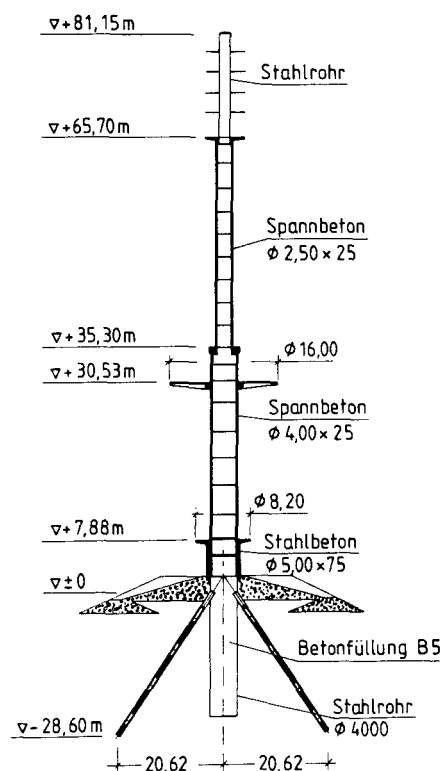
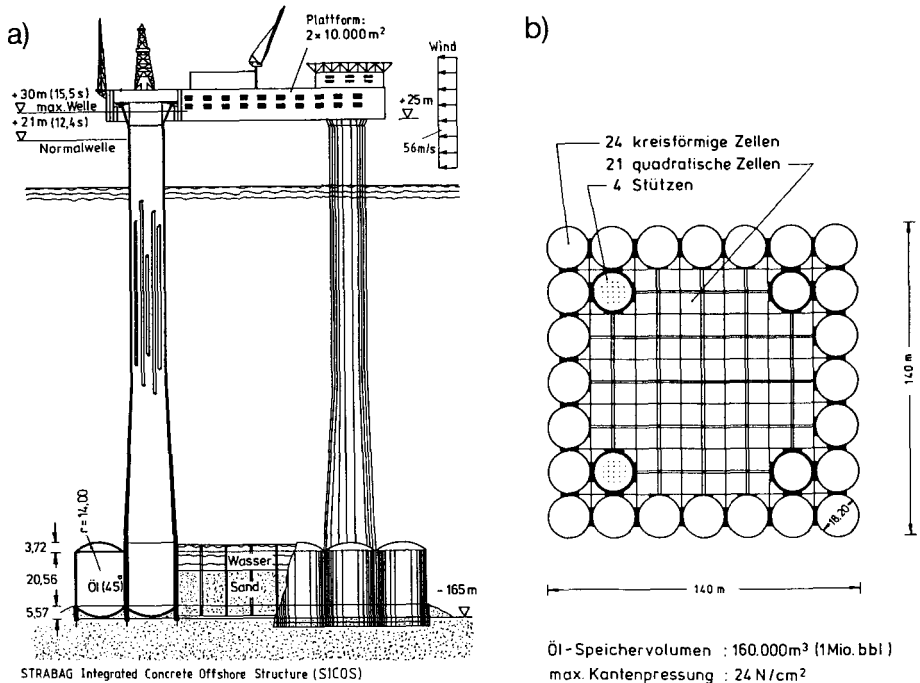


Bild 7:  
Entwurfsmodell für die Radarstation Rhinplate.



In Bild 8 ist die **Schwergewichtsplattform SICOS** dargestellt, die von der Firma Strabag für eine Wassertiefe von 165 m in der Nordsee konzipiert worden ist. Meine Auf-



*Bild 8:*  
 Entwurfsmodell für die Offshore-Plattform SICOS; a) Vertikalschnitt, b) Grundriß.

gabe bestand darin, die Standsicherheit unter Berücksichtigung der am Meeresboden befindlichen Speicherbehälter aus Spannbeton für 500 000 t Rohöl nachzuweisen.

Es existieren nur wenige Arbeiten, die sich mit dem Beulen von Betonschalen befassen; mein verehrter Vorredner hat darauf bereits hingewiesen. Die Schule unseres Delfter Kollegen Haas beschäftigte sich jedoch sehr intensiv experimentell mit dem Beulen vor allem von Kreiszylinderschalen aus bewehrtem Beton (vgl. [5]). Aufbauend auf Arbeiten von Koiter [7], führte Haas das Beulkriterium des „critical strain“ ein (Bild 9). Ausgehend vom Verzweigungspunkt, lautet die Gleichung der Nachbeulkurve bei der axial gedrückten Kreiszylinderschale

$$\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{cr}} = \frac{\sigma}{\sigma_{cr}} + \frac{2}{3} \left(1 - \frac{\sigma}{\sigma_{cr}}\right).$$

Die vertikale Tangente an die Kurve liefert für  $\varepsilon/\varepsilon_{cr}$  das Minimum

$$\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{cr}} = 0,625 \quad \text{bzw.} \quad \frac{\sigma}{\sigma_{cr}} = 0,25.$$

Im Verzweigungspunkt gilt nach der linearen Beultheorie für elastisches Materialverhalten für die kritische Spannung bzw. Dehnung

$$\sigma_{cr} \approx 0,6 Et/r \text{ bzw. } \epsilon_{cr} = 0,6 t/r \text{ und damit der Minimalwert}$$

$$\epsilon = 0,625 \epsilon_{cr} = 0,625 \cdot 0,6 t/r = 0,375 t/r.$$

Setzt man als Stauchungsgrenze für Beton  $-3,5\%$  an, so kann Beulen nur auftreten, wenn  $t/r < 9 \cdot 10^{-3}$  ist. Bei Kugelkappen gilt entsprechend

$$\epsilon = 0,7 \cdot 0,6 t/r = 0,42 t/r \text{ bzw. } t/r < 8 \cdot 10^{-3}.$$

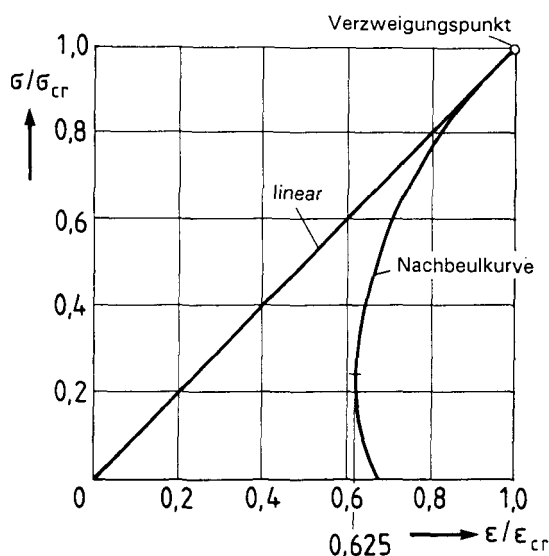


Bild 9 und 10:

„Critical-strain“-Hypothese; Testzylinder im Versagenszustand.

Mit der Hypothese, daß sich  $\epsilon_{cr}$  nicht ändert, wenn sich der E-Modul ändert, sind die obigen Beziehungen auch für nichtlineares Werkstoffverhalten anwendbar.

Neun Versuche an bewehrten Betonschalen zeigten ([5]), daß bis auf einen ( $t/r = 8 \cdot 10^{-3} < 9 \cdot 10^{-3}$ ) kein Versagen durch Beulen, sondern durch Überschreiten der zulässigen Dehnung in Umfangsrichtung eintrat. Die Auswertung für die vorliegende SICOS-Plattform ergab, daß die kritischen Werte um fast eine Zehnerpotenz überschritten werden und nach dieser Theorie Beulen ausgeschlossen werden kann. Bild 10 zeigt ein Photo der von Haas als gebeult eingestuftes Kreiszyklinderschale aus bewehrtem Mikrobeton. Als grobes Abschätzungskriterium, ob Versagen durch Beulen oder durch Erreichen der Bruchgrenze zu erwarten ist, mag das Haassche Dehnungskriterium herangezogen werden. Ohne im einzelnen auf die Leistungsfähigkeit der Critical-strain-Hypothese einzugehen, erschien es im vorliegenden Fall sehr unwahrscheinlich zu sein, daß Beulen maßgeblich wird. Die Standsicherheit der Offshore-

Plattform wurde deshalb von meinem ehemaligen Mitarbeiter Dr. T. Dickel und mir aus dem Bruchverhalten abgeleitet.

Da ich in der Kürze der zur Verfügung stehenden Zeit nicht auf alle Besonderheiten der bisher gezeigten „eigenen“ Konstruktionen eingehen kann, möchte ich dies exemplarisch am neuen **Fernmeldeturm in Hannover** tun. Die charakteristischen Abmessungen (Bild 11) dieses im Bau befindlichen Turms sind zunächst seine Höhe über Gelände von 277,20 m bzw. 293 m über der Gründungssohle. Der Betonschaft hat eine Seitenlänge von 10,80 m und entspricht damit genau dem Durchmesser von Leonhardts 1954 errichtetem, sehr viel kleinerem Fernsehturm ohne Plattformen in Stuttgart oder dem

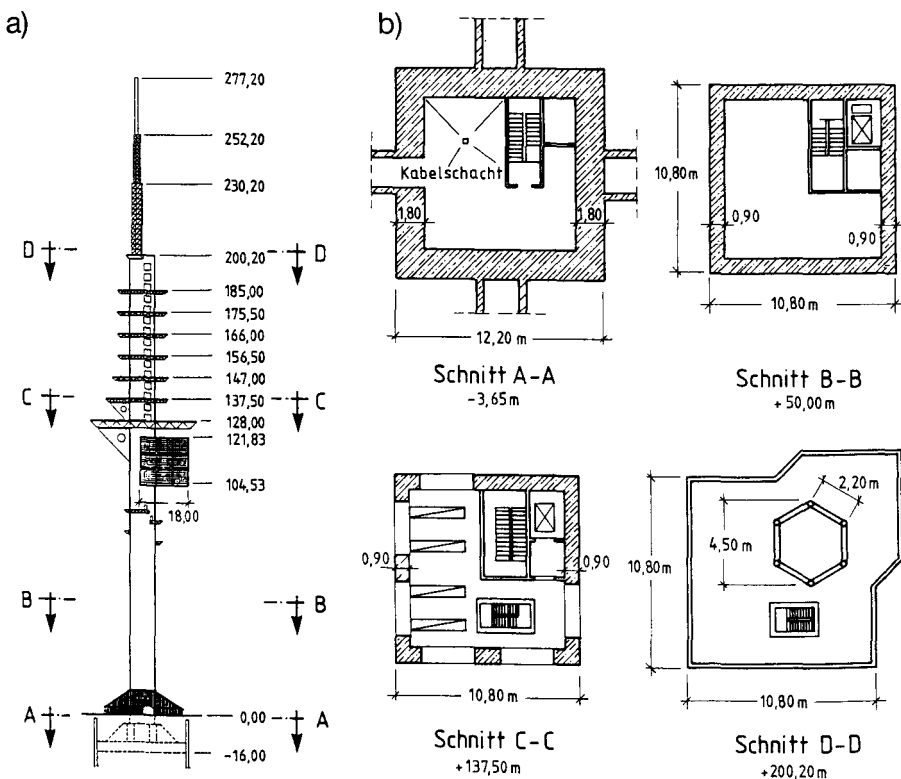


Bild 11:

FMT Hannover FuÜSt Han 9; a) Ansicht, b) typische Querschnitte.

etwas größeren Frankfurter Turm an der schmalsten Stelle unterhalb der Kanzel. Der in Stahlbeton ausgeführte Teil des hannoverschen Turms reicht bis 200,20 m über Gelände, wobei die oberen 72,20 m in einem räumlichen Rahmentragwerk aufgelöst sind. Die Wandstärken nehmen von 1,80 m am Fundament rasch auf 0,90 m ab. Den Abschluß bildet ein exzentrisch aufgesetzter 52 m hoher, sechseckiger Stahlgittermast, auf den ein 25 m hoher GFK-Zylinder zum Schutz der innen angebrachten Antennen auf-

gesetzt werden soll. Die Betriebskanzel wird als dreigeschossiger Kubus mit einer Kantenlänge von 18 m in 110 m Höhe exzentrisch am Schaft angeordnet. Die sieben Antennenplattformen sind als filigrane Raumfachwerkstrukturen vorgesehen. Das Fundament ist als 4 m dicke Kreisplatte von 40 m Durchmesser ausgebildet (vgl. [14]).

Bei den vom Architekten, dem Bauherrn und den Genehmigungsbehörden gleichermaßen bevorzugten Stilelementen – kubisch und exzentrisch – beschäftigten mich als den mit der Vor- und Entwurfsplanung sowie mit der baustatischen Prüfung der Tragwerksplanung beauftragten Ingenieur und meinen Mitarbeiter D. Mierau zunächst die aerodynamisch ungünstige Form sowie die mit den scharfen Windabrißkanten möglicherweise verbundenen Galloping-Schwingungen. Da außerdem bei hohen und schlanken Bauwerken die dominierende Krafteinwirkung aus den zeitlichen und räumlichen Schwankungen der **Windeinwirkungen** resultiert, erschien die Untersuchung im Grenzschichtwindkanal geboten. Neben einer gegenüber DIN 1055 bzw. 1056 wirtschaftlicheren Festlegung der Staudrücke sollte überprüft werden, ob die theoretisch ermittelten Eigenschwingungen der tatsächlichen Steifigkeit des Bauwerks und dem vorhandenen Baugrundverhalten entsprechen. Zur Erfassung des natürlichen Windes mußten sowohl die charakteristischen Merkmale der turbulenten Grenzschicht am Boden als auch die dynamischen Struktureigenschaften von Bauwerk und Umgebung wirklichkeitsnah nachgebildet werden. Die Reaktion eines Bauwerks kann als Überlagerung eines „Hintergrundanteils“, der quasi-statisch ohne strukturelle dynamische Verstärkung wirkt, mit einem „Resonanzanteil“ infolge der Anregung nahe der Eigenfrequenz angesehen werden.

Eine Grundlage für die Ermittlung der charakteristischen Werte der Windeinwirkung sind verschiedene Messungen, die vor allem mit den Namen Davenport, Niemann und Cermak verbunden sind und Eingang in die ISO-Norm gefunden haben.

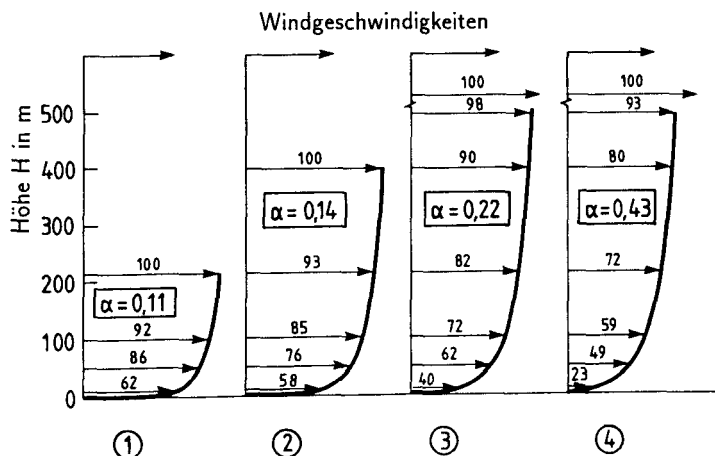


Bild 12a:

*Einfluß der Bebauung, Höhenprofile der mittleren Windgeschwindigkeit über verschieden rauhem Untergrund nach ISO-Norm.*

Beim vorliegenden Bauwerk, das in der Windgeschwindigkeitszone II liegt, wurde der Geländetyp 3 (Bild 12) vorausgesetzt, wie er für eine Vorstadtbebauung charakteristisch ist. Bei diesem Geländetyp treten in Bodennähe im Vergleich zum offenen Gelände geringere Windgeschwindigkeiten auf, wobei gleichzeitig ein größerer Profil-exponent zu berücksichtigen ist. Dieser wurde hier für den statisch wirkenden Gradientenwind mit  $\alpha = 0,22$  angesetzt.

	Geländetyp	$\alpha$
①	freie Wasserfläche	0,10 – 0,12
②	offenes Gelände	0,12 – 0,18
③	Vorstadtbebauung, Wald	0,18 – 0,30
④	Stadtzentren	0,30 – 0,45

Bild 12b:  
Einfluß der Bebauung, Geländetypen.

Von besonderem Einfluß auf die letztlich bei jedem Fernmeldeturm wirksame Windbelastung ist die gegenseitige abschirmende Wirkung des Schaftes und der auf den Plattformen angeordneten Parabolantennen. Bei voller Antennenbelegung ergeben

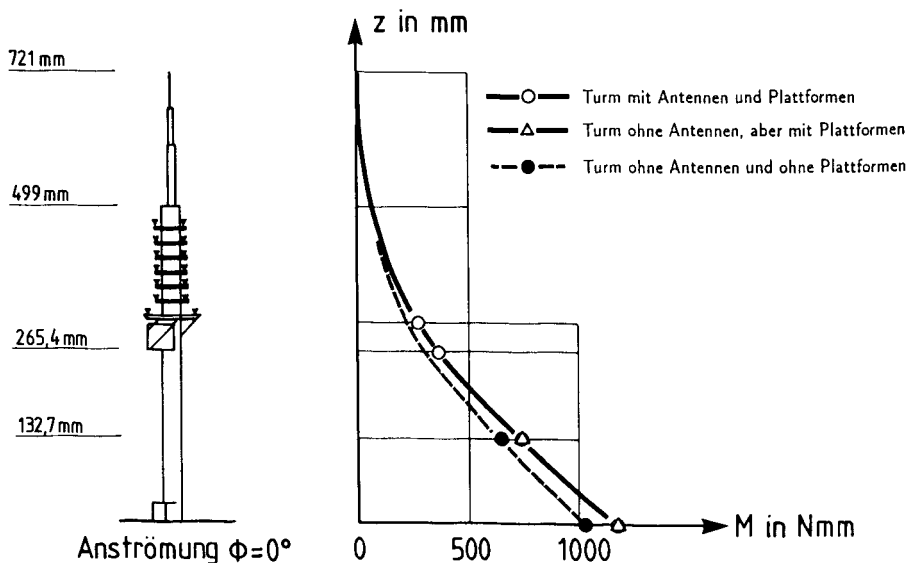
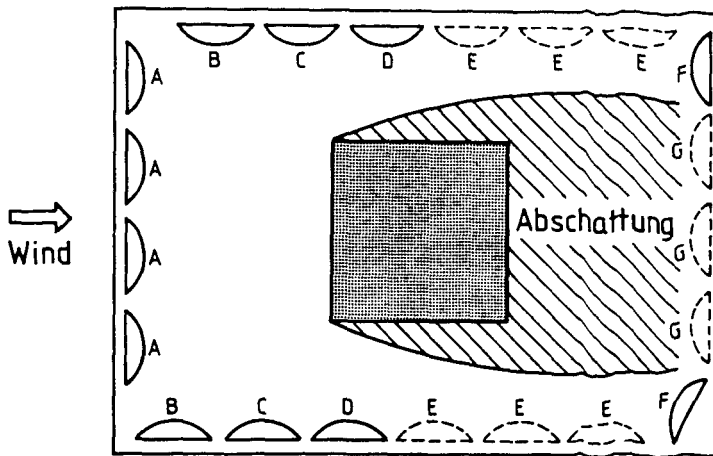


Bild 13:  
Einfluß der Antennen und Plattformen auf die statischen Biegemomente  
(Mittelwerte der am Windkanalmodell gemessenen Werte).



Antenne Mat 4	Abschattung in %	Kraftbeiwert $c_f$
A	0	→ 1,2
B C D E	0 50 75 100	→ 1,1
F G	0 100	→ 0,5

Plattformen		
Stirnfläche	-	→ 0,1
benetzte Fläche	25-30	≡ 0,05

Bild 14:  
Annahmen für die Windlasten an Antennen und Plattformen.

sich interessanterweise gleich große Biegemomente wie für den Fall der Plattformen ohne Antennen (Bild 13). Dieses auf den ersten Blick erstaunliche Ergebnis erklärt sich aus der Abschirmung einiger Antennen durch den Schaft (Bild 14) bzw. des Schafts durch die dicht aufgestellten Antennen. Während für die lokale Beanspruchung der Plattform eine volle Belegung mit Antennen maßgeblich ist, stellt für die Schaftbemessung eine Antennenaufstellung, die den Schaft nicht abschirmt, den ungünstigsten Fall dar.

Den von Herrn Kollegen Niemann, Ruhr-Universität Bochum, durchgeführten **Windkanaluntersuchungen** (vgl. [9, 15]) lagen mittels Dimensionsanalyse bestimmte

Eigenfrequenz		Bemerkungen
Nr.	Wert in Hz	
1	0,162	} Biegung Schaft
2	0,162	
3	0,469	Torsion Schaft
4	0,552	} Biegung GFK-Mast
5	0,553	
6	0,839	} Biegung Schaft
7	0,845	
8	1,169	} Biegung Gittermast
9	1,171	

Maßstab der

- Dichten  $\lambda_p = 1$
- Frequenzen  $\lambda_f = 176,4$
- Geschwindigkeiten  $\lambda_v = 0,4409$
- Dämpfungen  $\lambda_p = 1$

vertikale Federn : 30.000 MN/m

Biegefedern :  $2,3 \cdot 10^6$  MNm/rad

Horizontalfedern : 9.000 MN/m

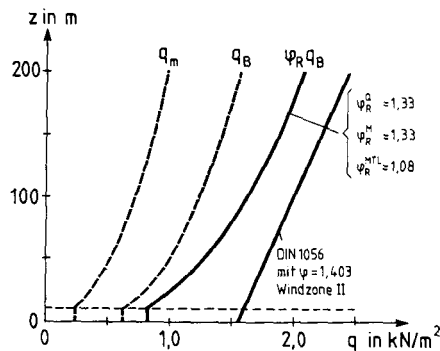
Torsionsfedern :  $1,0 \cdot 10^6$  MNm/rad

*Bild 15:*

*Eigenfrequenzen bei elastischer Fußpunkteinspannung (Versuchsergebnisse).*

einheitenfreie Bezugsgrößen und Ähnlichkeitsforderungen zugrunde, wie sie sich im Maßstab der Dichten, Frequenzen, Geschwindigkeiten und Dämpfungen manifestieren. Bei zusätzlicher Berücksichtigung der vom Bodengutachter Dr. H. Giese bereitgestellten Federkonstanten für Längs-, Biege-, Quer- und Torsionskraftgrößen ergeben sich die in Bild 15 zusammengestellten Eigenfrequenzen. Von maßgeblichem Interesse sind die ersten fünf Eigenformen, besonders wichtig ist natürlich die kleinste Eigenfrequenz. Abgesehen von den ersten beiden, sind die Schwingungen der einzelnen Bauteile wie Schaft, Gittermast und GFK-Mast gekoppelt. So tritt bei der ersten Torsionsschwingung des Schafts auch eine Biegeschwingung des GFK-Masts auf. Man erkennt ferner aus den Versuchen, daß die Schwingung nicht nur in Richtung einer der geometrischen Hauptachsen erfolgt, so daß bei Windlastangriff normal zu einer Seitenfläche gleichzeitig Längs- und Querschwingungen angeregt werden. (Letztere haben nichts mit Wirbelablösungen zu tun!)

Ziel der Windkanaluntersuchung ist die Bestimmung einer quasi-statischen Ersatzlast für die Böenwirkung und den Resonanzfaktor bei der Anströmung in Hauptachsenrichtung (Bild 16). Zur Ermittlung dieser Ersatzlast wird die höhenabhängige, näherungsweise statisch wirkende Grundgeschwindigkeit um eine konstante Zusatzgeschwindigkeit zur sogenannten Böengeschwindigkeit vergrößert. In dieser Zusatzgeschwindigkeit werden die stets nur auf Teilbereiche des Turms wirkenden rotieren-



Grundgeschwindigkeitsdruck:

$$q_m(z) = 0,26 \left( \frac{z}{10} \right)^{0,44} \text{ in kN/m}^2$$

Böengeschwindigkeitsdruck:

$$q_B(z) = 0,60 \left( \frac{z}{10} \right)^{0,32} \text{ in kN/m}^2$$

Resonanzfaktor  $\varphi_R$

Bild 16:

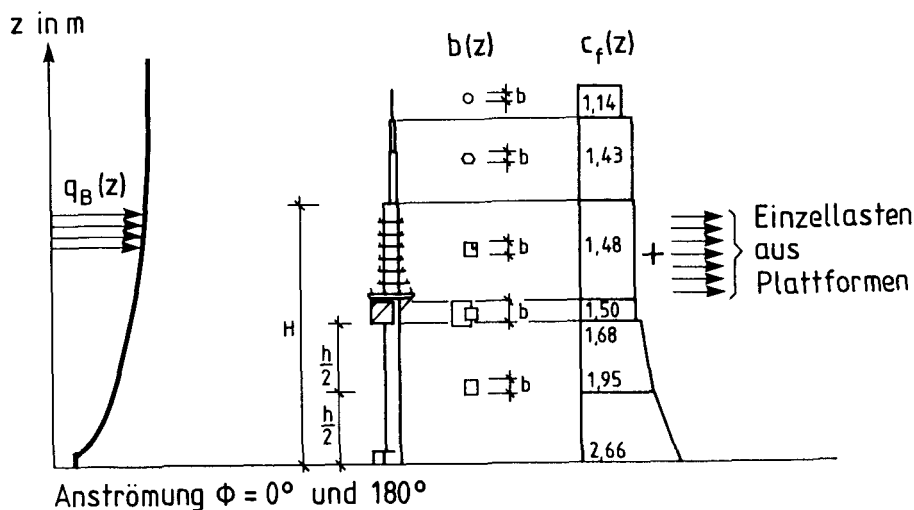
Vergleich des im Windgutachten vorgeschlagenen Geschwindigkeitsdrucks mit Normenwerten.

den „Bälle“ der Wirbelanströmung erfasst. Hieraus ergibt sich bei Anwendung des gewählten Böenprofils der Grundgeschwindigkeitsdruck bzw. der Böengeschwindigkeitsdruck. Letzterer steht demnach repräsentativ für das ganze Windgeschehen. Es handelt sich um die Umhüllende über lokale Ereignisse. Die speziellen dynamischen Eigenschaften des untersuchten Turms und dabei das gefährliche Schwingen in Resonanz werden beim Niemannschen Windlastkonzept durch den Resonanzfaktor  $\varphi_R$  erfasst. Nach Multiplikation des für den Entwurf maßgeblichen Böengeschwindigkeitsdrucks mit diesem Resonanzfaktor läßt sich ein Vergleich mit den aus DIN 1056 bekannten Normenwerten anstellen. Man erkennt, daß die Normenwerte zu konservativen Ergebnissen geführt hätten. Im vorliegenden Fall sind die Resonanzfaktoren für Biegemoment und Querkraft einander gleich, aber größer als für das Torsionsmoment. Vergleicht man das derzeit im Entstehen begriffene Windlastkonzept im Eurocode 9, Kap. 8 (i), so entspricht es im Aufbau dem Niemannschen Vorgehen. Bei seiner Anwendung auf den neuen hannoverschen Turm hätte es zu geringfügig niedrigeren Windlasten geführt als das zugrundegelegte Windgutachten. Als Faustregel ergaben sich hier etwa die Relationen

$$\text{DIN 1055: DIN 1056: Eurocode/Niemann} = 100:104:90.$$

Das Ergebnis der Windkanaluntersuchungen sind die in Bild 17 dargestellten aerodynamischen Kraftbeiwerte in ihrer Höhenverteilung. Im unteren Bereich des Schafts ist





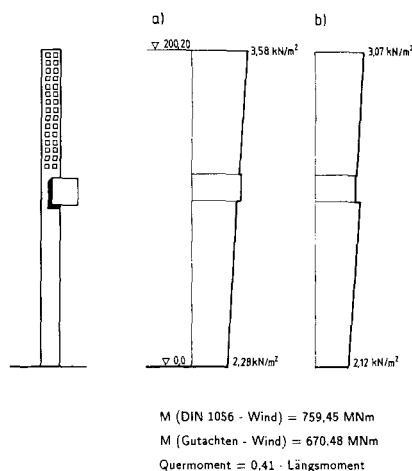
quasi-statische resultierende Windlast

$$w(z) = c_f(z) \cdot q_B(z) \cdot b(z) \text{ in kN/m}$$

Bild 17:  
Aerodynamische Kraftbeiwerte.

ihr Verlauf linear, und die maßgebende Bezugsbreite entspricht der Schaftbreite. Im Bereich der Kanzel ist der Kraftbeiwert konstant und berücksichtigt alle Druck- und Reibungskräfte an allen angeströmten Flächen. Die maßgebende Breite ist die des Betriebsgebäudes. Analoge Aussagen gelten für den oberen Teil des Schafts im Bereich der Antennenplattform. Aus der resultierenden Windlast ergeben sich je nach angenommenem Windgesetz für ein vereinfachtes Turmmodell die in Bild 18 angegebenen Biegemomente. Beim vorliegenden symmetrischen Querschnitt des Schafts und der Windwirkung in Richtung einer Hauptachse wirkt in Querrichtung lediglich eine dynamische Lastkomponente. Das im Versuch ermittelte Verhältnis der extremalen Längs- und Quermomente beträgt 0,41. Die Torsionsmomente wurden nach dem Konzept des ISO-Normentwurfs ermittelt. Danach werden alle ungünstig liegenden Teilflächen, z.B. die exzentrischen Mastaufsätze, die exzentrisch liegenden Antennen, aber auch die halbe Breite des Schafts mit dem 0,6-fachen Anteil der Windlast beaufschlagt.

Für das vereinfachte Modell des hannoverschen Turms, bei dem Antennenplattformen und Aufsatzmast nicht miterfaßt wurden, ergab sich ein Unterschied der nach Theorie I. Ordnung berechneten Einspannmomente zwischen DIN 1056 und Windgutachten von 12% (Bild 18). Die vertikale Hauptbewehrung konnte somit wegen der gleichbleibenden Vertikallast infolge Eigengewicht und Verkehr um einen noch höheren Wert reduziert werden. Die bereits angesprochene Berücksichtigung der abschirmenden Wirkung der Antennen rechtfertigte gegenüber einer die Plattform umhüllen-

*Bild 18:*

*Windlasten für das vereinfachte Turmmodell, berechnet a) nach DIN 1056, b) nach dem Windgutachten.*

den Windangriffsfläche den Aufwand für die Windkanaluntersuchung. Als Hauptergebnis sollte jedoch neben der wirtschaftlichen Verbesserung eine präzise Aussage über die tatsächlich vorhandenen Sicherheitsabstände gegenüber Grenzbeanspruchungen genannt werden.

Der Schaft des Turms muß als schlankes und auf Druck beanspruchtes Bauteil **geometrisch nichtlinear** berechnet werden, da die vertikalen Einwirkungen Zusatzbiegemomente infolge der Auslenkung durch Wind und Schiefstellung erzeugen. Da die zusätzlichen Biegemomente auch schon bei kleinen Türmen mehr als 20% derjenigen Biegemomente betragen können, die sich bei Berechnung nach der linearen Theorie ergeben, ist es notwendig, die Biegelinie des Schafts möglichst realistisch zu ermitteln. Die Annahme des linearen Werkstoffgesetzes reicht dazu nicht aus, der Schaft ist also auch **physikalisch nichtlinear** zu berechnen. Das vor allem von meinem Mitarbeiter D. Rotert für die **Bemessung** entwickelte EDV-Programm STBT [10] ermittelt zunächst die Biegelinie des Schafts und die zugehörigen Spannungen und Schnittgrößen am ausgelenkten System nach Th. II.O. unter  $\gamma$ -fachen Belastungen (Bild 19). Dann wird die Berechnung von Biegelinie, Spannungen und Schnittgrößen unter Ansatz der Gebrauchslasten wiederholt. Die Ergebnisse dieses zweiten Durchgangs werden z.B. für Verformungsnachweise oder die Fundamentberechnung benötigt. Abschließend wird in ausgewählten Querschnitten der Nachweis des Grenzzustands der Tragfähigkeit geführt. Alternativ zum zuvor beschriebenen Programmzweig „Schnittgrößenberechnung und Bemessung“ kann der Programmzweig „Berechnung der Eigenschwingungszeit“ gewählt werden. Es werden die zur untersten Eigenschwingungsform

gehörende Eigenschwingungszeit und der damit zusammenhängende Böenreaktionsfaktor entsprechend DIN 1056 (Anhang) angegeben.

Als mechanisches Modell des Schafts (Bild 20) wird ein statisch bestimmter, in eine Anzahl von Einzelstäben aufgeteilter und im Fußpunkt elastisch eingespannter Stab-

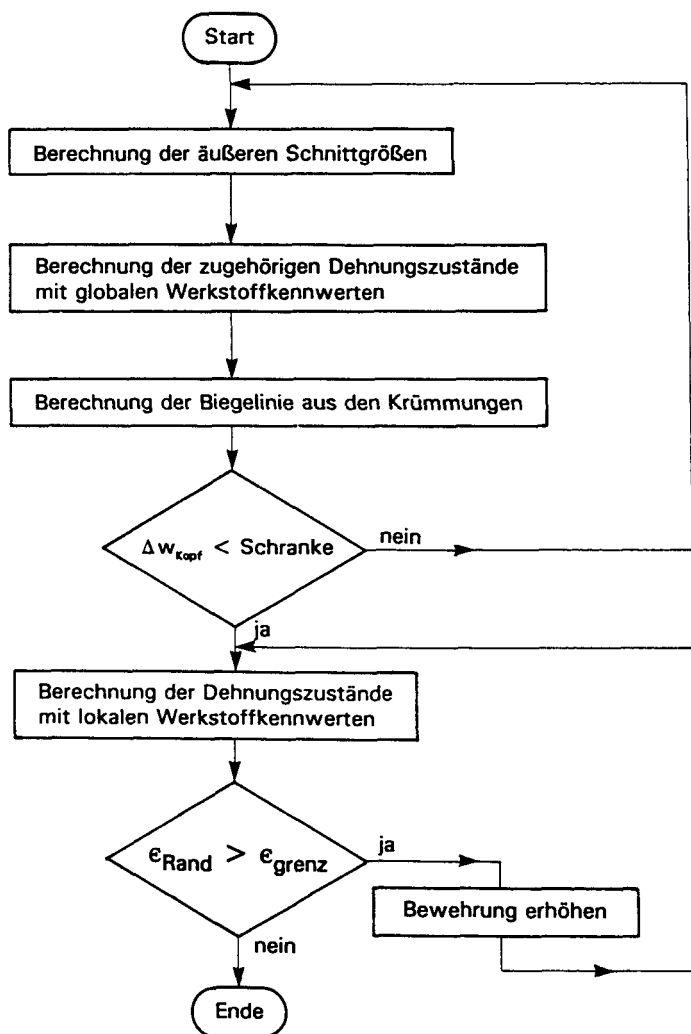
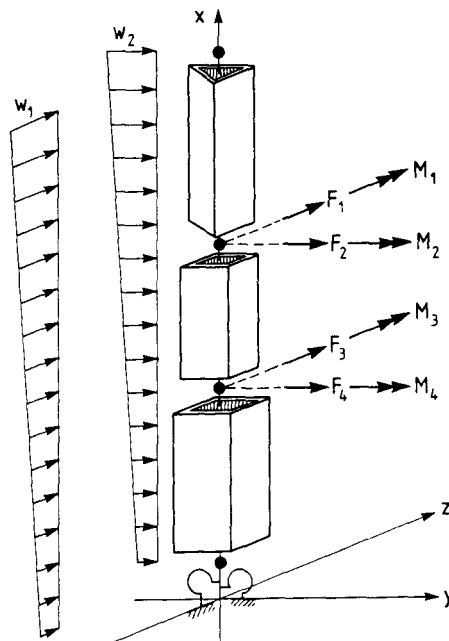


Bild 19:  
Ablaufplan für das Programm STBT („Stahlbetonturm“).

zug gewählt. An den Stabenden, beim Übergang von einem Stab zum nächsten, können sich die Querschnittsform, der Bewehrungsgrad und die Spannbewehrung sprunghaft ändern sowie Öffnungen im Schaft und Zulagebewehrungen definiert werden. Vom Programm werden Beanspruchungen aus Eigenlasten, Verkehr, Wind, Schiefstellung und ungleichmäßiger Temperaturänderung über den Schaftdurchmesser berücksichtigt. Die Eigenlast des Stahlbetonschafts wird vom Programm berechnet. Die Windlast wird als trapezförmige Streckenlast über der Stabhöhe definiert. In den Knotenpunkten zwischen den Stäben können vertikale und horizontale Einzellasten sowie Lastmomente angesetzt werden. Alle Einwirkungen und Widerstände werden vom Programm mit Teilsicherheitsbeiwerten (z.B. nach DIN 1056) multipliziert. Um auch eine Berech-



- abschnittsweise unterschiedliche Querschnittsformen
- elastische Einspannung
- Einzeleinwirkungen in den Knoten

Bild 20:  
Berechnungsmodell der Struktur.

nung nach anderen Normen durchführen zu können, besteht die Möglichkeit, Teilsicherheitsbeiwerte von beliebiger Größe vorzugeben. Für die Einwirkungen Eigenlast, Verkehrslast und Wind können jeweils eigene Teilsicherheitsbeiwerte angegeben werden.

Bei der Berechnung der **Biegelinie** werden wirklichkeitsnahe Werte für die mittleren Werkstofffestigkeiten über die gesamte Schafthöhe verwendet. Als realistische Werkstoffkennlinie für den Beton wird die gegenüber dem Parabel-Rechteck-Diagramm fülligere und damit wirtschaftlichere, gebrochen rationale Funktion nach DIN 1056 verwendet (Bild 21a). Die bei der Berechnung der Biegelinie auf der Werkstoffseite anzusetzenden Teilsicherheitsbeiwerte sind gegenüber denen beim Nachweis des Grenzzustands der Tragfähigkeit relativ klein. Wegen der geometrischen und physikalischen Nichtlinearität kann die Biegelinie nur iterativ berechnet werden, ausgehend von den nach der linearen Elastizitätstheorie ermittelten Schnittgrößen. In den Stabenden wird der Dehnungszustand so lange variiert, bis die aus den Dehnungen abgeleiteten inneren Schnittgrößen ausreichend genau mit den aus dem Gleichgewicht mit der Belastung folgenden äußeren Schnittgrößen übereinstimmen. Durch zweifache Integration der so gefundenen Dehnungszustände über die Schafthöhe wird eine neue Biegelinie berechnet. Mit dieser Biegelinie erhält man im nächsten Iterationsschritt neue äußere Schnittgrößen, für die dann wieder Dehnungszustände gesucht werden. Der Iterationsprozeß endet, wenn sich in zwei aufeinanderfolgenden Schritten die erhaltenen Auslenkungen des Schafthkopfs nur noch unwesentlich unterscheiden. Der Verlauf der Iteration wird auf dem Bildschirm protokolliert. Für die Berechnung der Biegelinie und der Schnittgrößen unter Gebrauchslasten werden alle Teilsicherheitsbeiwerte auf der Lastseite zu 1,0 gesetzt.

Die für die Biegelinie des Turms günstige Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen kann wahlweise im Programm durch Benutzung einer abgeänderten Werk-

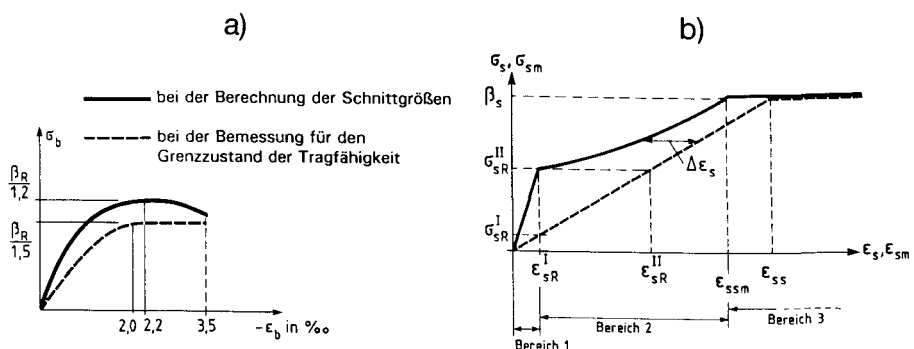


Bild 21:

Rechnerische Spannungs-Dehnungs-Linie für a) Beton,  
b) Stahl bei Berücksichtigung der Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen.

stoffkennlinie für den Stahl der Regelbewehrung berücksichtigt werden (Bild 21b). Die Einbeziehung der Zugfestigkeit des Betons bei Spannbetontürmen erfolgt nur in der Werkstoffkennlinie der „schlaffen“ Regelbewehrung. In Anlehnung an DIN 1056 wird bei der Berechnung der Biegelinie und der Schnittgrößen nach Th. II. O. der ungeschwächte und nicht verstärkte Schaft betrachtet. Öffnungen und Zulagen werden hier also nicht berücksichtigt (Bild 22a).

Vom Programm wird an allen Stabenden für zwei Lastkombinationen der **Bruch-sicherheitsnachweis** (Nachweis des Grenzzustands der Tragfähigkeit) geführt. Dies geschieht wieder dadurch, daß der Dehnungszustand eines betrachteten Stabendes so lange iterativ verändert wird, bis die zum Dehnungszustand gehörenden inneren Schnittgrößen äquivalent den zuvor berechneten äußeren Schnittgrößen sind. Die inneren Schnittgrößen müssen jetzt jedoch unter der Annahme von Mindestwerten der Werkstofffestigkeiten und unter Verwendung des Parabel-Rechteck-Diagramms der DIN 1045 berechnet werden. Außerdem werden erhöhte Teilsicherheitsbeiwerte auf der Werkstoffseite benutzt. Die Mitwirkung des Betons auf Zug wird hier nicht mehr berücksichtigt. Die Größe der Regelbewehrung wird so lange verändert, bis die berechneten extremalen Dehnungen in Wandmitte die vorgegebenden Grenzdehnungen nicht mehr überschreiten. Öffnungen in den Querschnitten und Zulagen werden berücksichtigt (Bild 22b).

Die beiden Lastkombinationen unterscheiden sich dadurch, daß in ihnen gemäß DIN 1056 mit einem kleineren bzw. einem größeren Anteil der Eigenlast gerechnet

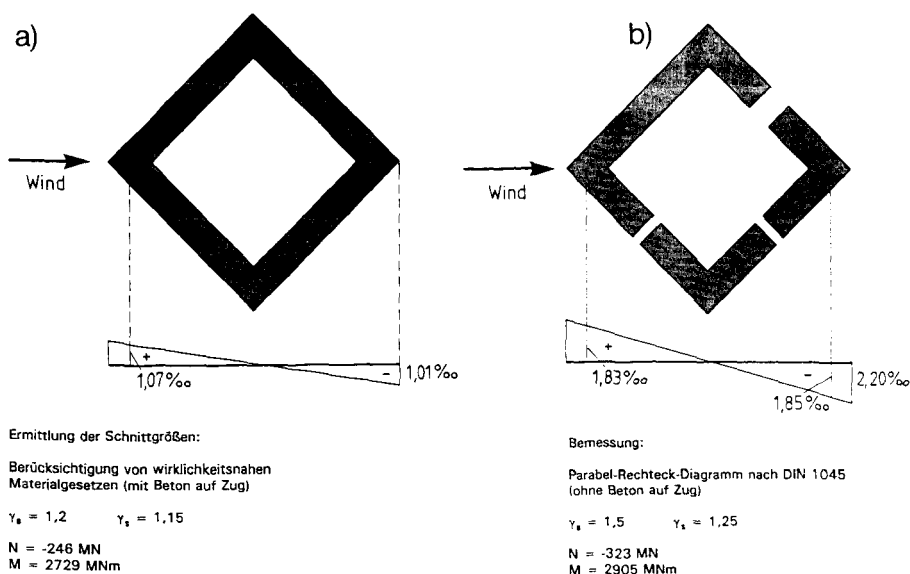


Bild 22:

Dehnungsverteilung im Schaft bei -3,65 m nach DIN 1056; a) Abschnitt 8, b) Abschnitt 9.

wird. Die Schnittgrößen beider Lastkombinationen werden unter Verwendung der schon bekannten Biegelinie unter  $\gamma$ -fachen Lasten berechnet. Zum Schluß werden die erforderlichen Bewehrungsmengen der beiden Lastkombinationen verglichen und die Maximalwerte der Bewehrung für alle Bemessungsschnitte in einer Tabelle zusammengestellt.

Die **Eigenschwingungszeit** wird mit Hilfe des Rayleigh-Quotienten berechnet. Dazu wird die Biegelinie verwendet, die sich unter Belastung des Schafts mit den Eigenlasten und den 1,0-fachen vertikalen Anteilen der Verkehrslasten nach Drehung in die Horizontale einstellt (Gewichtsbiegelinie). Dabei wird nach der linearen Elastizitätstheorie gerechnet. Ferner werden auch die Massen der aussteifenden Bauteile einbezogen. Eine eventuell vorhandene Vorspannung wird nicht erfaßt, d. h. die Vordehnungen werden zu Null gesetzt. Die elastische Einspannung des Schafts in den Baugrund wird auch bei der Berechnung dieser Biegelinie berücksichtigt. Biegelinienanteile aus Schiefstellung, aus ungleichmäßiger Temperaturverteilung im Schaftquerschnitt oder aus Wind werden bei der Berechnung der Eigenschwingungszeit außer acht gelassen.

**Temperatureinwirkungen** auf den Turmschaft, die eine Rißbeschränkung notwendig machen, haben mehrere Ursachen. Zu nennen sind u. a. die Hydratationswärme in den ersten Tagen nach dem Betonieren und äußere, klimatisch bedingte Temperatureinwirkungen (Bild 23). Beim Betonieren eines neuen Schaftabschnitts auf den erkalteten Beton darunterliegender Abschnitte kann im Übergangsbereich die Wärme des frischen Betons in den alten Beton abfließen. Dadurch sinkt hier die Temperatur schneller als darüber. Infolge der dabei entstehenden zentrischen Zwangbeanspruchung können Trennrisse in der Schaftwand entstehen. Eine besonders ungünstige Beanspruchung aus klimatischer Temperatureinwirkung entsteht bei rascher Abkühlung der äußeren Schaftoberfläche z. B. durch einen kühlen Gewitterregen auf die zuvor längere Zeit von der Sonne beschienene Wand. Es entsteht oberflächennaher Biegezwang mit Zugspannungen auf der Außenseite. Zur Rißsicherung beim Turmschaft wurden mit dem Programm MAXDS ([10]) ausführliche Untersuchungen ([13]) durchgeführt. Um einen realistischen Zahlenwert für den in der Wand auftretenden Temperaturunterschied zu erhalten, wurde auf institutseigene Auswertungen von Temperaturmessungen ([8]) am Heinrich-Hertz-Turm in Hamburg zurückgegriffen, die in den Jahren 1973 bis 1976 von der Oberpostdirektion Hamburg durchgeführt worden waren. Der größte aus den Messungen ablesbare Temperaturunterschied in der Wand im Verlauf eines

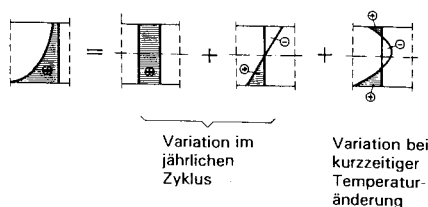


Bild 23:  
Temperaturverlauf über die Wanddicke (nach E. Hampe).

Tages betrug  $\max \Delta T = 15 \text{ K}$ . Bei dieser größten gemessenen Beanspruchung kann gezeigt werden, daß die Reißbildungsschnittgrößen der Schaftwand überschritten werden. Daher ist für den Nachweis der Reißsicherung die Kenntnis exakter Zahlenwerte der auftretenden Temperaturunterschiede nicht erforderlich; es wird für die Reißbildungsschnittgrößen bemessen. In Bild 23 ist schematisiert die Temperaturverteilung über der Schaftwand, in Bild 24 die Biegelinie infolge  $\Delta T = 15 \text{ K}$  für die Südwand des Turms dargestellt.

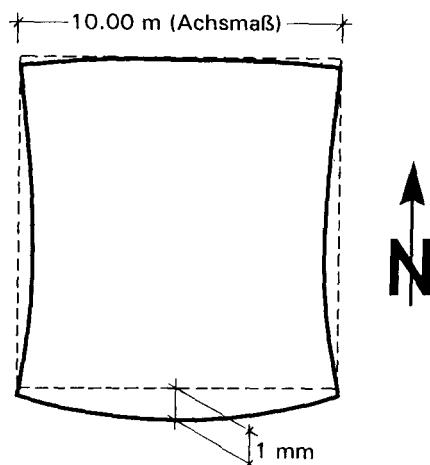


Bild 24:  
Biegelinie infolge  $\Delta T = 15 \text{ K}$  in der Südwand.

Neben der Windbelastung spielen die **Eis-** und **Schneelasten** eine nicht unerhebliche Rolle. Diese Einwirkungen sind jedoch noch schwerer zu prognostizieren als die Windlasten. Auch die in Kapitel 7 des im Entwurf befindlichen Eurocode 9, Einwirkungen auf Bauwerke, gewählten Ansätze helfen beim vorliegenden Tragwerk nicht weiter. Rücksprachen mit den einschlägigen Institutionen, wie Deutscher Wetterdienst in Offenbach und Flughafen Langenhagen sowie mit Kollegen der Meteorologie und Klimatologie der Universität Hannover ergaben keine wesentlichen neueren Erkenntnisse, als sie bereits aus den Messungen u. a. von Caspar [2] bekannt sind (Bilder 25a, b).

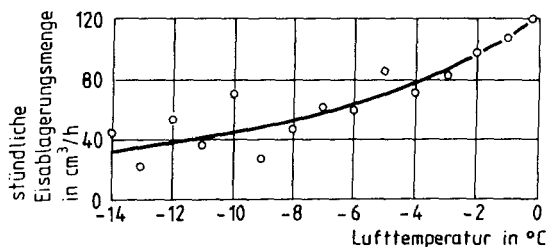


Bild 25a:  
Abhängigkeit der stündlichen Eisablagerungsmenge von der Lufttemperatur.



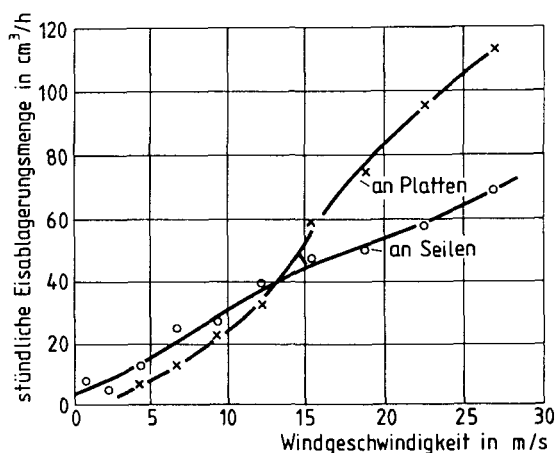


Bild 25b:

Abhängigkeit der stündlichen Eisablagerungsmenge von der Windgeschwindigkeit.

Nach den bisher geschilderten Neubaumaßnahmen möchte ich noch auf ein nicht uninteressantes Randgebiet zu sprechen kommen, wo durch **Nutzungsänderung** neue Standsicherheitsnachweise erforderlich werden (vgl. [4]). Bei den hier untersuchten drei Typentürmen der deutschen Bundespost (Bild 26b) sind besonders die Spannungs-Dehnungs-Linien des Betonstahls für die Verformungsberechnung der Türme interessant. In Bild 26a erkennt man deutlich, wie unterschiedlich sich die verwendeten Stahlsorten und Bewehrungsquerschnitte auf die Mitwirkung des Betons auf Zug auswirken.

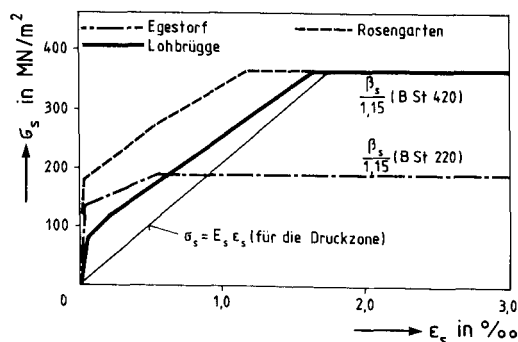


Bild 26a:

Zwei sanierte FMTe (Egestorf und Rosengarten) im Vergleich mit einem Neubau (Lohbrügge), rechnerische Spannungs-Dehnungs-Linien.

Abschließen möchte ich die Vorstellung interessanter Turmbauwerke durch den von meinem Mitarbeiter Dr. N. Gebbeken bearbeiteten 121 m hohen **Schornstein** für das Braunkohlekraftwerk Tiefstack-Ersatz der Hamburgischen Electricitätswerke

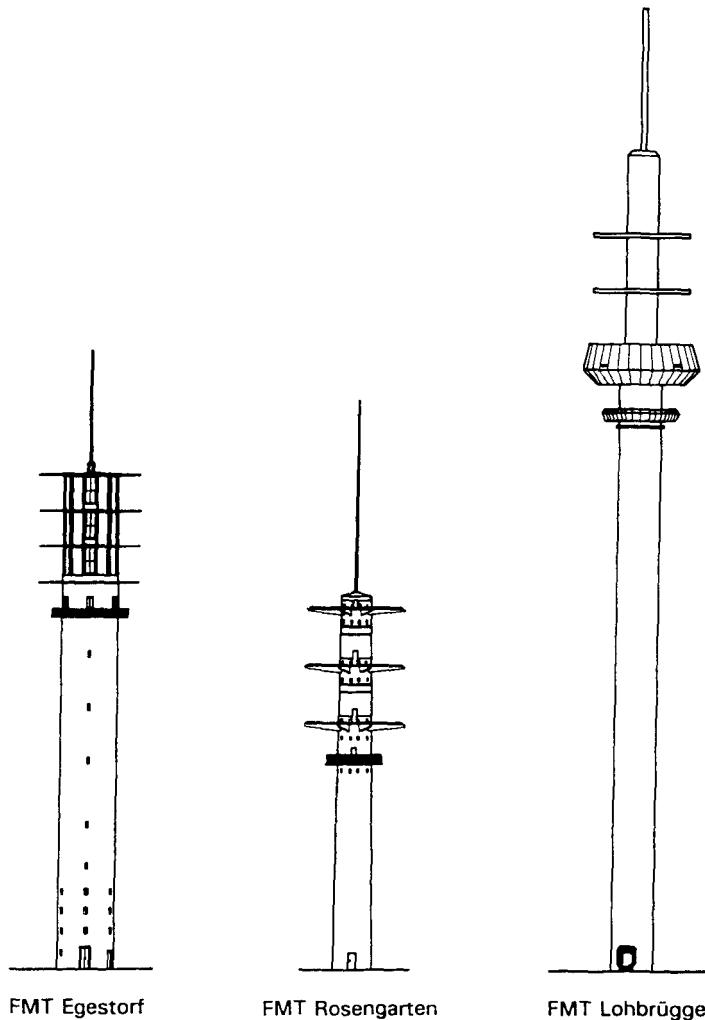


Bild 26b:

*Zwei sanierte FMTe (Egestorf und Rosengarten) im Vergleich mit einem Neubau (Lohbrügge), Systemskizzen.*

(HEW). Er zeichnet sich dadurch aus, daß die vier Rauchgasröhren in einem kleeblattförmigen Stahlbetonquerschnitt geführt werden (Bild 27). Ferner steht das Kraftwerk buchstäblich auf Neuland, weswegen eine Pfahlrostgründung erforderlich wurde (allein der Kamin ruht auf 48 Pfählen). Die Haupteinwirkung für den Schornstein resultiert aus Eigenlast und Wind. Da es für solch außergewöhnliche Querschnitte bzw. Bauwerke keine Regelung für Windlastannahmen gibt, wurden Modellversuche erforderlich. Die im Windkanal der RWTH Aachen von Herrn Kollegen Ruscheweyh

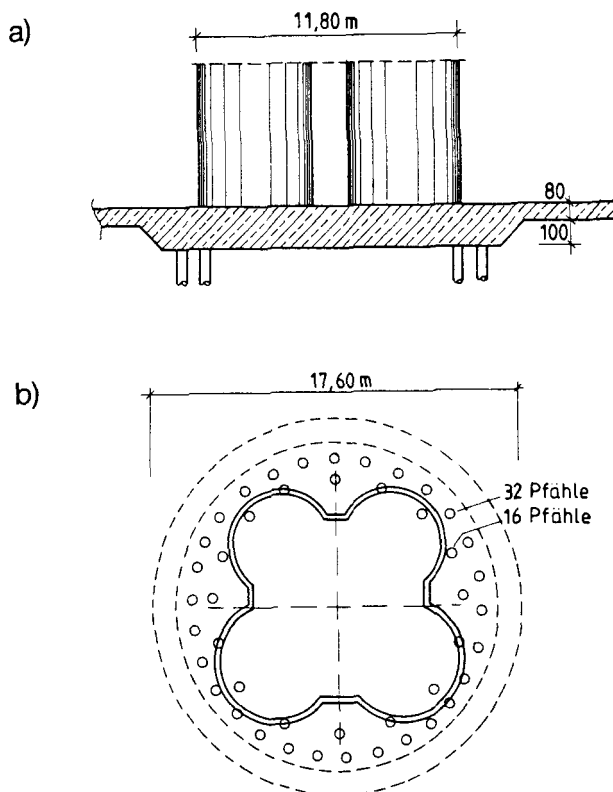


Bild 27:

Kamin des Kraftwerks Tiefstack-Ersatz; Gründung der Pfahlrostplatte;  
a) Längsschnitt, b) Grundriß.

durchgeführten Messungen (vgl. [17]) ergaben den aerodynamischen Beiwert  $c_w = 0,88$  und  $\beta = 135^\circ$  als ungünstigste Windrichtung. Ersatzweise darf die resultierende Windlast  $Q_{res}$  als Einzellast mit dem Hebelarm  $a$  angesetzt werden (Bild 28).

Nachdem die Schnittgrößen am Stabmodell berechnet worden waren, erfolgten die lokalen Nachweise, zunächst die Querschnittbemessung. Der Kleeblattquerschnitt wurde mittels CAD gezeichnet und die Geometrie sowie alle Materialdaten an das oben beschriebene Bemessungsprogramm STBT übergeben, das die Gebrauchs- und Bruch-sicherheit ermittelt. Anschließend wurden Störungsbereiche wie z.B. das Eingangstor (Bild 29) untersucht. Hier werden die Vertikalkräfte zu den Seiten umgelagert. Dadurch entstehen Umlenkkräfte, die als Komponenten horizontale Zugkräfte aufweisen. Diese Zugkräfte „möchten“ den Querschnitt geradeziehen. Dadurch werden in den Knicken sehr hohe Kerbspannungen wirksam, die nur durch eine massive Bewehrung aufgenommen werden könnten. Aus diesen Gründen erfolgte eine Abfangung der

Vertikalkräfte durch einen kräftigen Plattenbalken, der die Kräfte ohne Beanspruchung der Schale in Wandscheiben einleitet.

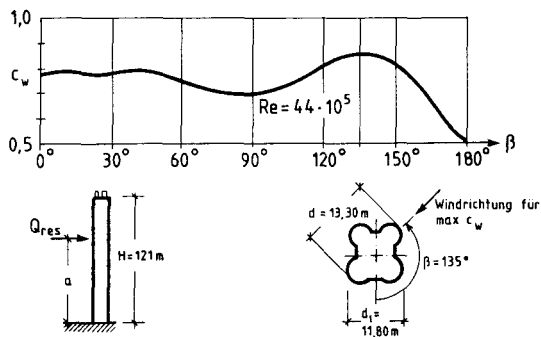


Bild 28a:  
Windkanaluntersuchung, Prinzipskizze.

aerodyn. Kraftbeiwert:	$c_w = 0,88$
Kraftangriffspunkt:	$a/H = 0,60$
Böenreaktionsfaktor:	$\phi = 1,24$
krit. Windgeschwindigkeit:	$u_{krit} = 40,3 \text{ m/s}$
Eigenfrequenz Schornstein:	$f_e = 0,47 \text{ Hz}$
Strouhalzahl:	$S = 0.14$
Gallopingschwingungen:	im Modellversuch nicht aufgetreten

Bild 28b:  
Windkanaluntersuchung, Ergebnisse.

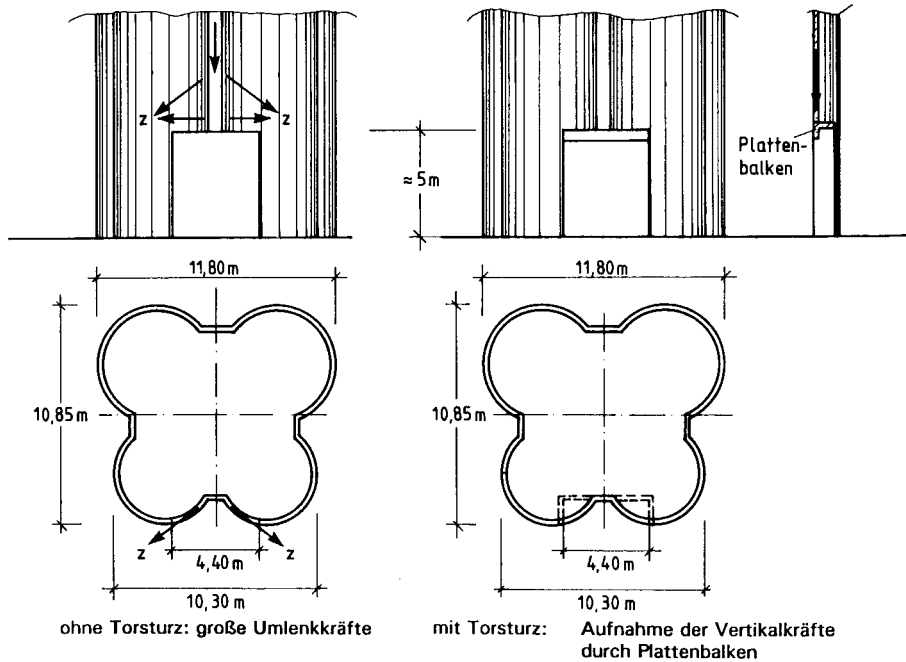


Bild 29:  
Einfluß der Öffnungen auf den Kraftfluß.

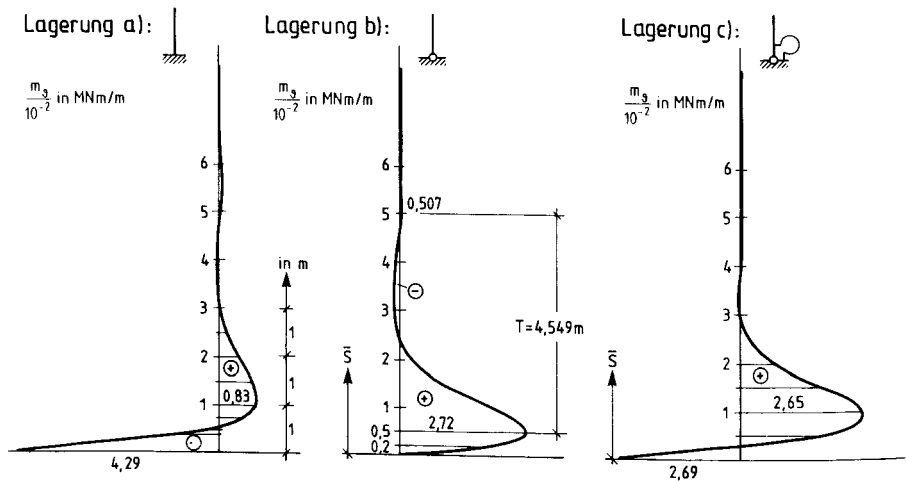


Bild 30:  
Biegemomentenverlauf im Gründungsbereich des Kamins  
in Abhängigkeit von der gewählten Schalenlagerung.

Damit ist mein den Vortrag abschließendes Stichwort gegeben. Vor allem im Einspannungsbereich der Gründung wirkt die Kaminwand als Schale. Von ihr sollen Biegestörungen ferngehalten werden. Mit dem Bewehrungsprozentsatz an der Einspannstelle lassen sich Einspanngrade steuern, mit denen die drei in Bild 30 angegebenen Lagerungen angenommen werden können. Da die Innen- und Außenbewehrung hier gleich groß und über den ersten Betonierabschnitt konstant gewählt werden soll, wird eine gleichmäßige Beanspruchung angestrebt. Die Schalenberechnung bei voller Einspannung liefert eine große erste Amplitude für das Biegemoment, deren Wert nach 1 m auf ca. 20% abgeklungen ist. Die gelenkige Lagerung liefert ebenfalls von der Auslastung her ein unbefriedigendes Ergebnis. Erst die Berechnung mit der Annahme einer teilweise eingespannten Schale macht es möglich, die beiden ersten Amplituden von gleicher Größe zu erzielen, womit eine befriedigende Lösung gefunden ist.

Und mit diesen Andeutungen zum fließenden Übergang von Stab- und Schalenberechnungen bei Türmen schließt sich der Kreis meiner Betrachtungen. Es hieße für wahr Eulen nach Athen tragen, wenn ich in Gegenwart des heutigen Ehrengastes mehr über Schalen sagte, hat er doch zusammen mit Herrn Kollegen Başar *das* Schalenbuch in deutscher Sprache ([1]) geschrieben.

Indem ich Herrn Krätzig für die stets hervorragende Zusammenarbeit meine Reverenz erweise, danke ich Ihnen, meine sehr verehrten Damen und Herren, für Ihre geschätzte Aufmerksamkeit.

### Literatur

- [1] Başar, Y. und W.B. Krätzig: Mechanik der Flächentragwerke. Braunschweig/Wiesbaden: Friedr. Vieweg & Sohn, 1985.
- [2] Caspar, W.: Eisablagerungen aus meteorologischer Sicht, Elektrotechnische Zeitschrift (ETZ-B), Bd. 16 (1964) Heft 26, S. 763–767.
- [3] Deutsche Bundespost TELEKOM: Fernmeldeturm Baureihe 2000. Fernmeldetechnisches Zentralamt, 1990.
- [4] Grünberg, J., Rotert, D. und H. Rothert: Standsicherheitsnachweise für bestehende Fernmeldetürme auf der Grundlage derzeitiger Bestimmungen, Bauingenieur 62 (1987), S. 325–331.
- [5] Haas, A.M., van Koten, H. und J. van Leuwen: Stability of Thin Concrete Cylindrical Shells under Uniform Axial Compression, Int. Colloq. on Progress of Shell Structures in the Last 10 Years and its Future Development. IASS, Madrid Sept./Oct. 1969, Sess. IV, pp. 1–14.
- [6] Heinle, E. und F. Leonhardt: Türme aller Zeiten – aller Kulturen. Stuttgart: Deutsche Verlags-Anstalt, 1988.
- [7] Koiter, W.T.: Elastic Stability and Post-Buckling Behaviour, Proc. Symp. Nonlinear Problems, ed. R.E. Langer, 1963.
- [8] Mai, Th.: Temperaturbeanspruchung von turmartigen Bauwerken aus Stahlbeton. Diplomarbeit, Institut für Statik, Universität Hannover, 1988, nicht veröffentlicht.
- [9] Niemann, H.J.: Statische und dynamische Windeinwirkungen am Fernmeldeturm Hannover, Ruhr-Universität Bochum, 1987.
- [10] Rotert, D.: Programmsystem MAXDS und Programmsystem STBT, Universität Hannover, Institut für Statik.

- [11] Rothert, H.: Zukünftige Entwicklung im Bau von Naturzugkühltürmen, Konstruktiver Ingenieurbau – Berichte, H. 1, Essen: Vulkan-Verlag (1968), S. 105–109.
- [12] Rothert, H. und V. Gensichen: Wirtschaftliche, statische und konstruktive Probleme beim Bau hoher Stahlbetonschornsteine, Bauingenieur 56 (1981), S. 355–360.
- [13] Rothert, H.: Gutachtliche Stellungnahme zur Erfassung der Temperatureinwirkungen und Ribbildung beim Schaft des Fernmeldeturms Hannover FuÜSt Han. 9, 1989.
- [14] Rothert, H., Mierau, D. und D. Rotert: Entwurfsmodell für den Fernmeldeturm Hannover, Tagungsband Baustatik–Baupraxis 4, S. 7.1–7.25, Hrsg.: H. Duddeck und H. Rothert, Inst. f. Statik, Hannover 1990.
- [15] Rothert, H., Mierau, D., Niemann, H.J. und J. Rolewicz: Windwirkungen bei einem Fernmeldeturm mit quadratischem Schaftquerschnitt, in: Konzepte und Anwendungen von Windlastnormen, Vortragsband der 1. Dreiländertagung D–A–CH '89 an der Universität der Bundeswehr München, Neubiberg, Hrsg. Gerhard Berz, S. 225–240.
- [16] Rothert, H., Rotert, D. und N. Gebbeken: Programmsystem KAMIN. Universität Hannover, Institut für Statik.
- [17] Ruscheweyh, H.: Windkanalversuch „Stahlbeton-Kamin Tiefstack-Ersatz“, Juni 1989.

### Bildquellennachweis

Bilder 1, 2	Lit. [6]
Bild 4	Lit. [3]
Bild 7	Fa. Ludwig Voss, Cuxhaven
Bild 8	Fa. Strabag, Köln
Bilder 9, 10	Lit. [5]
Bild 11	OPD-Hannover/Braunschweig
Bilder 12–17	Lit. [9]
Bild 25	Lit. [2]
Bild 27	Hamburgische Electricitätswerke AG
Bild 28	Lit. [17]
Bilder 3, 5, 6, 18–24, 26, 29, 30	institutseigen